

MODELAÇÃO DA INTERAÇÃO SOLO ESTRUTURA NA SIMULAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE BOX-CULVERT EM BETÃO REFORÇADO COM FIBRAS

MODELING THE SOIL-STRUCTURE INTERACTION FOR THE SIMULATION OF THE BEHAVIOUR OF BOX-CULVERT IN FIBRE REINFORCED CONCRETE

Barros, Joaquim A.O., *ISISE, Dep. Eng^a Civil, Universidade do Minho, Guimarães, Portugal, barros@civil.uminho.pt*

RESUMO

No presente trabalho é resumidamente descrito um modelo numérico que permite simular o comportamento até à rotura de estruturas de betão reforçado com fibras (BRF) suportadas em solo. A não linearidade do BRF resume-se à iniciação e propagação de fendas, tendo-se para tal adoptado um modelo de fendilhação distribuída baseado nos conceitos da mecânica da fractura não linear para materiais de matriz cimentícia. Para modelar o solo adoptou-se um modelo de Drucker-Prager com lei de amolecimento/endurecimento quer para a coesão como para o ângulo de atrito do solo. Uma lei do tipo Mohr-Coulomb foi adoptada para simular o comportamento da interface solo-betão e da ligação entre as componentes da estrutura. Estes modelos constitutivos e o faseamento construtivo de box-culvert foram implementados no FEMIX. Os resultados preliminares obtidos na análise de uma box-culvert são apresentados e discutidos.

ABSTRACT

In the present work a brief description of a numerical model able of simulating up to failure the behaviour of fibre reinforced concrete (FRC) structures supported on soil is done. The nonlinear behaviour of cement based materials is simulated by a multi-directional smeared crack model, based on the concepts of the nonlinear fracture mechanics for frictional materials like concrete. The soil was simulated under the framework of the elasto-plasticity, using the Drucker-Prager criterion and adopting softening/hardening laws for the cohesion and friction angle soil parameters. A Mohr-Coulomb type law was used to simulate the behaviour of the soil-structure interface, as well as the structure-structure connexion. These models and the construction process of box-culvert type structures were implemented into FEMIX. The preliminary results obtained on the study carried out with a box-culvert are presented and discussed.

1. INTRODUÇÃO

No betão reforçado com fibras (BRF) discretas, os mecanismos de reforço das fibras proporcionam um aumento da capacidade de carga e de absorção de energia de estruturas de betão (Barros 1995). Este aumento é tão mais elevado quanto maior for o grau de hiperestaticidade da estrutura, pelo que a utilização de BRF é especialmente adequado para estruturas suportadas em solo, como é o caso das box-culvert. De facto, quanto maior for o grau de hiperestaticidade e mais oneroso for o processo de preparação e montagem de armaduras para reforço de estruturas mais competitiva é a solução em BRF. Em diversas infra-estruturas de betão a percentagem de armadura de reforço é condicionada pela verificação dos estados limites por abertura de fenda. Nestes casos, a relativa elevada resistência do BRF após o início da

fendilhação da sua matriz permite limitar a abertura de fenda a valores pretendidos, com substituição parcial ou total de armaduras convencionais (Barros *et al.* 2008). Os mecanismos de reforço das fibras podem ainda ser explorados para eliminar as armaduras de reforço aos esforços transversos, resultando soluções globalmente mais económicas (Casanova *et al.* 2000). Se as estruturas exigirem níveis elevados de vibração do betão para assegurar uma adequada compacidade e aparência final ao betão, quer por motivo de existência de relativas elevadas percentagens de armadura, quer por se tratar de estruturas com geometria relativamente complexa no quadro da tecnologia da aplicação de betão, a utilização de betão auto-compactável reforçado com fibras de aço (BACRFA) pode ser uma opção construtiva interessante do ponto de vista da qualidade final, economia e durabilidade da estrutura (Barros 2008).

Com o objectivo final de avaliar o potencial de aplicação de BACRFA em estruturas suportadas em solo, no programa de cálculo automático FEMIX (Sena-Cruz *et al.* 2007) foi implementado um conjunto de novas funcionalidades de forma a permitir, não somente simular o comportamento não linear material da estrutura em BACRFA, como também o comportamento não linear do solo e da interacção solo-estrutura. No presente trabalho é dado especial relevo à simulação do comportamento não linear do solo e sua interacção com a estrutura, no contexto da avaliação das possibilidades da utilização de BACRFA em box-culvert.

2. MODELO NUMÉRICO

2.1. Modelo constitutivo para o BACRFA

O comportamento não linear do BACRFA em tracção é simulado por intermédio de um modelo de fendilhação distribuída descrito em detalhe em (Barros 1995). No presente trabalho esse modelo foi estendido a tipo de problema considerado em estado plano de deformação. Segundo este modelo, a lei constitutiva para o betão fendilhado é determinada por (Sena-Cruz 2004):

$$\underline{D}^{co} \rightarrow \underline{D}_{ecr}^{co} = \left\{ \underline{D}_e^{co} - \underline{D}_e^{co} \underline{T}^{crT} \left[\underline{D}^{cr} + \underline{T}^{cr} \underline{D}_e^{co} \underline{T}^{crT} \right]^{-1} \underline{T}^{cr} \underline{D}_e^{co} \right\} \quad [1]$$

em que \underline{T}^{cr} é a matriz que define a orientação das fendas que se forma em determinado ponto de integração do elemento finito, \underline{D}^{cr} é a matriz que inclui as leis constitutivas das fendas existentes num determinado ponto de integração, tendo a lei constitutiva de uma fenda genérica i o seguinte formato:

$$\underline{D}_i^{cr} = \begin{bmatrix} D_{I,i}^{cr} & 0 \\ 0 & D_{II,i}^{cr} \end{bmatrix} \quad [2]$$

com D_I^{cr} e D_{II}^{cr} sendo os parâmetros que caracterizam a propagação da fenda em modo I e II de fractura, respectivamente. O parâmetro D_I^{cr} de [2] é caracterizado pelos parâmetros de fractura em modo I (na Figura 1b $D_I^{cr} \equiv D_n^{cr}$), nomeadamente a resistência à tracção, $\sigma_{n,1}^{cr} = f_{ct}$, a energia de fractura, G_f , a forma do diagrama de amolecimento, e a largura da banda de fendilhação, l_b . Os mecanismos de reforço proporcionados pelas fibras adicionados a uma matriz cimentícia reflectem-se, fundamentalmente, na energia dissipada no processo de fractura em modo I e na forma do diagrama de amolecimento. Para percentagens de fibras de aço utilizadas em aplicações correntes de BRF, os restantes parâmetros do modelo constitutivo são apenas marginalmente afectados pela influência da presença das fibras no seio do betão (Barros 1995). No presente trabalho, o modo I de fractura é simulado pelo diagrama trilinear representado na Figura 1b. Por sua vez, o parâmetro relativo ao modo II de fractura, D_{II}^{cr} , é determinado a partir de:

$$D_{II}^{cr} = \frac{\beta}{1-\beta} G_c \quad [3]$$

em que G_c é o módulo de elasticidade transversal do betão e,

$$\beta = \left[1 - \frac{\varepsilon_n^{cr}}{\varepsilon_{n,u}^{cr}} \right]^p \quad (p=1, 2 \text{ ou } 3) \quad [4]$$

é o parâmetro de retenção de tensões de corte do betão fendilhado.

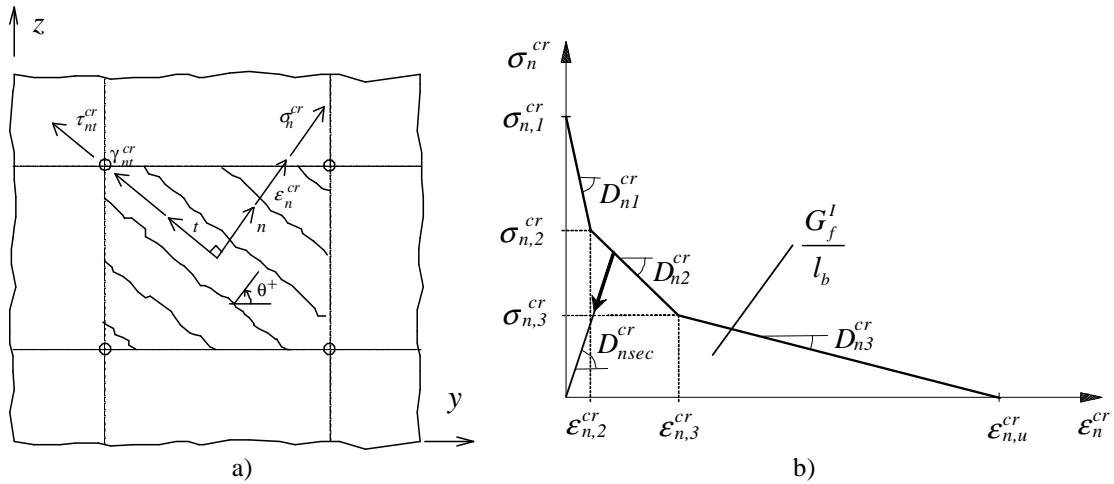


Figura 1 - a) Componentes de tensão e extensão na fenda e b) Diagrama tensão-extensão para simular o comportamento em modo I da fenda

Tendo por base investigação experimental e numérica desenvolvida com BACRFA (Barros 2008), os valores indicados na Quadro 1 foram adoptados na simulação do comportamento não linear de box-culvert em BACRFA. Trata-se de um BACRFA com 45 kg/m^3 de fibras de aço de 60 mm de comprimento, 0.75 mm de diâmetro e de cerca de 1100 MPa de resistência à tracção. Os parâmetros de fractura deste BACRFA foram obtidos por análise inversa, tendo por base resultados obtidos em ensaios de flexão com provetes de BACRFA (Pereira *et al.* 2008). Nas simulações numéricas efectuadas, a largura de banda de fendilhação, l_b , foi considerada como sendo a raiz quadrada da área do elemento finito, admitiu-se a formação de, no máximo, duas fendas por ponto de integração, que uma segunda fenda apenas ocorre quando a tensão máxima de tracção é superior à resistência à tracção do betão e forma um ângulo superior a 30 graus com a fenda existente, e que $p=3$ na Eq. [4].

Quadro 1 - Valores dos parâmetros do modelo constitutivo par ao BACRFA (ver Figura 1)

γ_c (kN/m^3)	E_c (GPa)	ν_c (-)	f_c (MPa)	$f_{ct} = \sigma_{n,1}^{cr}$ (MPa)	G_f (N/mm)	$\varepsilon_{n,2}^{cr} / \varepsilon_{n,u}^{cr}$	$\sigma_{n,2}^{cr} / \sigma_{n,1}^{cr}$	$\varepsilon_{n,3}^{cr} / \varepsilon_{n,u}^{cr}$	$\sigma_{n,3}^{cr} / \sigma_{n,1}^{cr}$
24.0	39.0	0.2	45.0	2.90	4.0	0.05	0.60	0.20	0.20

2.2. Modelo constitutivo para o solo

Para a simulação do comportamento elasto-plástico do solo (plasticidade associada) foi implementado o critério de cedência de Drucker-Prager (D-P):

$$f(\underline{\sigma}, k) = \alpha(k) I_1 + J_2^{1/2} - \beta(k); \quad \alpha(k) = \frac{2 \sin \phi(k)}{\sqrt{3} (3 \pm \sin \phi(k))}; \quad \beta(k) = \frac{6c(k) \cos \phi(k)}{\sqrt{3} (3 \pm \sin \phi(k))} \quad [5]$$

sendo I_1 e J_2 o primeiro invariante do tensor de tensões e o segundo invariante do tensor de desvio das tensões, respectivamente, $c(k)$ e $\phi(k)$ são funções que determinam a coesão e o ângulo de atrito do solo e que dependem de um parâmetro de endurecimento/amolecimento, que neste trabalho se designará por variável interna do modelo constitutivo. Este parâmetro definirá o endurecimento ou o amolecimento do solo conforme a evolução da deformação plástica deste. Na Eq. [5], quando se opta pelo sinal positivo a função de cedência de D-P passa nas arestas internas da superfície de cedência de Mohr-Coulomb (M-C), enquanto a opção pelo sinal negativo conduz a que a superfície de D-P passe nas arestas exteriores da superfície de M-C.

Para que a superfície de D-P não seja violada no contexto da teoria da elasto-plasticidade, o algoritmo de “retorno à superfície” descrito em (Hofstetter and Mang 1995) foi implementado no FEMIX, tendo sido obtido o seguinte sistema de equações (para a iteração genérica l do incremento de carga $n+1$):

$$\begin{bmatrix} \underline{D}_s^{-1} + \Delta\lambda_{n+1}^l \frac{\partial^2 f_{n+1}^l}{\partial (\underline{\sigma}_{n+1}^l)^2} & \frac{\partial f_{n+1}^l}{\partial \underline{\sigma}_{n+1}^l} \\ \frac{\partial f_{n+1}^l}{\partial \underline{\sigma}_{n+1}^l} & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d\underline{\sigma}_{n+1}^l \\ d\lambda_{n+1}^l \end{bmatrix} = - \begin{bmatrix} \underline{r}_{\varepsilon_{n+1}}^l \\ \underline{r}_{f_{n+1}}^l \end{bmatrix} \quad [6]$$

que é resolvido pelo método de Newton-Raphson, em que

$$\left(\Delta \underline{\varepsilon}_{n+1}^p \right)^l = \Delta \lambda_{n+1}^l \frac{\partial f_{n+1}^l}{\partial \underline{\sigma}_{n+1}^l} \quad [7]$$

é o vector dos incrementos de extensão plástica ($\Delta \lambda_{n+1}^l$ é o multiplicador plástico), e

$$\underline{r}_{\varepsilon_{n+1}}^l = - \left(\underline{\varepsilon}_{n+1}^p \right)^l + \underline{\varepsilon}_n^p + \Delta \lambda_{n+1}^l \frac{\partial f_{n+1}^l}{\partial \underline{\sigma}_{n+1}^k}; \quad \underline{r}_{f_{n+1}}^l = f_{n+1}^l \left(\underline{\sigma}_{n+1}^l \right) \quad [8]$$

são os resíduos que têm de ser minimizados. Os valores finais convergidos das incógnitas $(\underline{\sigma}_{n+1}^l, \Delta \lambda_{n+1}^l)$ para o incremento de carga $n+1$ são obtidos pela sucessiva adição dos incrementos determinados em cada iteração que resultam da resolução do sistema de equações (6):

$$\underline{\sigma}_{n+1}^l = \underline{\sigma}_n + \sum_{i=1}^l d\underline{\sigma}_{n+1}^i; \quad \Delta \lambda_{n+1}^l = \sum_{i=1}^l d\lambda_{n+1}^i \quad [9]$$

Em (Barros e di Prisco 2009) a generalização do método de retorno à superfície de cedência é descrito em detalhe, no contexto de ser possível tratar os casos em que a superfície pode-se expandir ou contrair, em resultado de ocorrência de endurecimento ou amolecimento, respectivamente, dos parâmetros do modelo. Para o caso em que não se considera endurecimento/amolecimento para a coesão e ângulo de atrito do solo, a matriz constitutiva elasto-plástica consistente obtém-se seguindo os procedimentos descritos em (Barros e di Prisco, 2009; consultar esta publicação para o caso mais geral em que se considera amolecimento/endurecimento para estas propriedades do solo):

$$d\underline{\sigma}_{n+1} = \left(\underline{H} - \frac{\underline{H} \frac{\partial f_{n+1}}{\partial \underline{\sigma}_{n+1}} \frac{\partial f_{n+1}}{\partial \underline{\sigma}_{n+1}} \underline{H}}{\frac{\partial f_{n+1}}{\partial \underline{\sigma}_{n+1}} \underline{H} \frac{\partial f_{n+1}}{\partial \underline{\sigma}_{n+1}}} \right) d\underline{\varepsilon}_{n+1} \quad [10]$$

em que

$$\underline{H} = \left(\underline{D}_s^{-1} - \Delta \lambda_{n+1} \frac{\partial^2 f_{n+1}}{\partial (\underline{\sigma}_{n+1})^2} \right)^{-1} \quad [11]$$

sendo \underline{D}_s a matriz constitutiva do solo considerado em estado plano de deformação e com comportamento linear elástico. As derivadas da função de cedência encontram-se em (Barros e di Prisco 2009).

2.3. Leis de amolecimento/endurecimento para os parâmetros do solo

Em materiais coesivos, em geral, a coesão decresce com o aumento da extensão plástica instalada no material. Para simular este fenómeno foi adoptada a lei:

$$c(k) = c_o e^{-\left(\frac{k}{k_c}\right)^p} \quad (\text{com } p=1 \text{ ou } 2) \quad [12]$$

em que c_o é a coesão inicial do material (“intacto”), e k_c e p são parâmetros que definem o grau de degradação da coesão com a evolução do parâmetro interno k . Por sua vez, em materiais granulares o seu ângulo de atrito interno pode diminuir (típico de solos) ou aumentar (típico de materiais de matriz cimentícia) com o aumento da extensão plástica. Para simular este fenómeno é proposta a lei:

$$\phi(k) = \phi_f - (\phi_f - \phi_o) e^{-\left(\frac{k}{k_f}\right)^q} \quad (\text{com } q=1 \text{ ou } 2) \quad [13]$$

em que ϕ_o e ϕ_f são o valor inicial (material “intacto”) e final (material “completamente degradado”) do ângulo de atrito do material, e k_f e q são parâmetros que definem o grau de degradação de ϕ com a evolução do parâmetro interno k . No presente trabalho, a variável interna k é obtida segundo as recomendações de Borst and Sluys (2007):

$$dk = \sqrt{\frac{2}{3}} \Delta \underline{\varepsilon}_p^T \underline{Q} \Delta \underline{\varepsilon}_p ; \quad k = \sum dk ; \quad \Delta k = k - k_o ; \quad \underline{Q} = \text{diag} [1 \quad 1 \quad 1 \quad 0.5] \quad [14]$$

em que $\Delta \underline{\varepsilon}_p$ é avaliado segundo a Eq. [7], k_o é o valor de k no anterior incremento de carga convergido e \underline{Q} é uma matriz diagonal. Outra alternativa para calcular o valor do parâmetro k encontra-se descrito em (Barros and di Prisco 2009).

2.4. Modelo constitutivo para simular a interface solo-estrutura

Para simular a interacção entre a box-culvert e o solo foram utilizados elementos de interface de linha 2D de seis nós, cuja formulação se encontra descrita em (Sena-Cruz *et al.* 2004). O modelo constitutivo do elemento de interface é governado pela seguinte relação:

$$\underline{\sigma}' = \begin{bmatrix} \tau \\ \sigma \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sigma'_1 \\ \sigma'_2 \end{bmatrix} = \underline{D}_I \Delta \underline{u}' \quad [15]$$

em que $\underline{\sigma}'$ é o vector de tensão no referencial local associado ao ponto de integração do elemento de interface, sendo $\tau = \sigma'_1$ e $\sigma = \sigma'_2$, respectivamente, a tensão tangencial e normal nesse referencial. Por sua vez, $\Delta \underline{u}'$ é o vector dos deslocamentos relativos cujas componentes representam o deslizamento, s , e a abertura, w , dos bordos da interface, enquanto \underline{D}_I é a matriz constitutiva do elemento de interface:

$$\underline{D}_I = \begin{bmatrix} D_t & 0 \\ 0 & D_n \end{bmatrix} \quad [16]$$

sendo D_t e D_n a componente de rigidez tangencial e normal, respectivamente. No presente estudo admitiu-se não ser possível transferir tensões de tracção entre a estrutura e o solo e que em compressão o elemento de interface apresenta comportamento linear e elástico. Para modelar o deslizamento entre a estrutura de betão e o solo foi implementada a seguinte lei:

$$\tau(s) = \begin{cases} \frac{\tau_o}{s_o} & \text{se } 0 \leq |s| \leq s_o \\ \tau_m \left(\frac{s}{s_m} \right)^{\alpha_1} & \text{se } s_o < |s| \leq s_m \\ \tau_m \left(\frac{s}{s_m} \right)^{-\alpha_2} & \text{se } |s| > s_m \end{cases} ; \quad D_t = \begin{cases} \frac{\tau_o}{s_o} & \text{se } 0 \leq |s| \leq s_o \\ \alpha_1 \frac{\tau_m}{s_m} \left(\frac{s}{s_m} \right)^{\alpha_1-1} & \text{se } s_o < |s| \leq s_m \\ -\alpha_2 \frac{\tau_m}{s_m} \left(\frac{s}{s_m} \right)^{-\alpha_2-1} & \text{se } |s| > s_m \end{cases} \quad [17]$$

$$\tau_m = \bar{c} - \sigma_n \tan \delta \quad [18]$$

em que s_o é o deslizamento que limita a fase linear da relação tensão-deslizamento, s_m é o deslizamento correspondente à tensão resistente τ_m , \bar{c} e δ são a coesão e o ângulo de atrito da interface solo-estrutura, $\sigma_n = \sigma'_2$ é negativo quando em compressão. Em [17] α_1 e α_2 são parâmetros que definem a forma dos ramos pré- e pós-pico de $\tau(s)$, respectivamente.

3. SIMULAÇÃO DO FASEAMENTO DO SISTEMA CONSTRUTIVO

Dado que a construção de estruturas tipo box-culvert se faz por fases, a simulação do faseamento construtivo é relevante para se obterem resultados credíveis. Assim, o faseamento construtivo foi implementado no FEMIX, sendo possível existir em distintas fases, diferentes tipos de elementos finitos, modelos constitutivos, condições de suporte da estrutura e casos de carga. As fases do processo construtivo correntemente utilizadas em box-culvert estão representadas na Figura 2. Em geral esse processo é constituído por 6 fases. Nesta figura [Pi-Pj] significa um material ou componente estrutural pertencente às fases Pi a Pj.

4. CASO DE ESTUDO

No presente trabalho os modelos constitutivos apresentados nas anteriores secções foram utilizados no estudo da box-culvert, cuja geometria e armaduras (214.8 kg/m^3) representadas na Figura 3 foram fornecidas por empresa de pré-fabricação. Segundo esta empresa a box foi projectada para as seguintes características geométricas (Figura 2): HST=8m; HSB=9.08 m e 11.35 de largura de solo de aterro. Pretende-se explorar o potencial uso de BACRFA na supressão da armadura de esforço transversal e na redução da armadura longitudinal.

Na análise efectuada, os parâmetros indicados na Quadro 1 foram adoptados para caracterizar o comportamento do BACRFA, enquanto para o solo e para a interface solo-estrutura foram considerados os valores incluídos nos quadros 2 e 3, respectivamente, tendo-se admitido que a superfície de cedência de D-P passa nas arestas exteriores da superfície de M-C.

Quadro 2 - Valores das propriedades do solo

E_s (MPa)	ν_s (-)	γ_s (kN/m ³)	c_o (kPa)	k_c (-)	ϕ_o (°)	ϕ_f (°)	K_f (-)
80.0	0.3	18.0	10.0	0.1	40.0	30.0	0.01

Quadro 3 - Valores das propriedades que caracterizam a interface solo-estrutura

s_o (mm)	s_m (mm)	α_1 (-)	α_2 (-)	\bar{c} (kPa)	δ (°)	D_n (kN/m)
0.5	2.5	0.2	0.3	5.0	30.0	1.0e+05

distribuída nos bordos dos elementos à superfície do aterro (LL na Figura 2), representando a sobrecarga, cuja intensidade foi sendo aumentada até ser atingida uma abertura máxima de fenda na box-culvert de 0.3 mm, limite este considerado aceitável por critérios de durabilidade da estrutura em BACRFA.

O solo e a box foram discretizados por elementos de 8 nós, com 2x2 pontos de integração, enquanto a interface solo-box foi simulada por elementos de 6 nós com 2 pontos de integração. As análises não lineares foram efectuadas aplicando o método de Newton-Raphson com cálculo da matriz de rigidez em cada iteração, tendo sido utilizado um critério de convergência em forças com uma tolerância de 0.1%.

Na primeira análise, utilizando somente fibras como reforço da box-culvert, constatou-se que o BACRFA desenvolvido não permitia limitar a abertura de fenda a 0.3 mm, mesmo para um valor muito reduzido de sobrecarga. Uma quantidade bem mais elevada de fibras seria necessária, o que, do ponto de vista económico não é uma solução competitiva. Assim, optou-se por adoptar o BACRFA desenvolvido (45 kg/m³ de fibras) e colocar armaduras convencionais em percentagem e em locais que conduzissem a uma solução competitiva. Na Figura 4 representa-se a armadura longitudinal adoptada na simulação numérica. Estas armaduras foram simuladas como elementos de cabo de 3 nós, com perfeita aderência ao betão. Devido à limitação de espaço, apenas os resultados correspondentes à ocorrência de abertura máxima de fissura de 0.3 mm serão apresentados (corresponde aproximadamente ao carregamento para verificação aos estados limite de utilização por abertura de fenda neste tipo de estruturas). A abertura de fenda foi obtida multiplicando a máxima extensão normal à fenda pela largura de banda de fendilhação do ponto de integração onde ocorre essa extensão. Constatou-se que esta abertura de fenda ocorreu para uma sobrecarga, LL, de aproximadamente 30 kPa.

Na Figura 5 representa-se o campo de deslocamentos, de onde se constata que, à superfície, o máximo deslocamento vertical é de cerca de 40 mm, enquanto os deslocamentos horizontais são bastante reduzidos. Na Figura 6 representa-se o padrão de fendilhação, revelando a formação de fendas de flexão nas travessas inferior e superior da box, bem como nas zonas dos montantes na ligação destes às travessas. A existência destas últimas fendas e a não formação de fendas na face das travessas em contacto com o solo é consequência da menor rigidez de flexão dos montantes, indiciador de ser possível otimizar a geometria da box em termos de custos globais deste elemento estrutural. Na zona de contacto entre os dois elementos que formam a box ocorrem fendas, o que recomenda a interposição de um material que diminua o atrito entre as zonas de contacto. Apesar da ligação desta zona ter sido modelada tendo em conta a geometria fornecida pelo fabricante, será de salientar que para as propriedades do modelo constitutivo que simula o comportamento de interface desta ligação foram adoptados os mesmos valores utilizados na simulação solo-estrutura, pelo que deverá ser efectuado um estudo paramétrico ao nível da influência dessas propriedades no estado de tensão no betão desta zona.

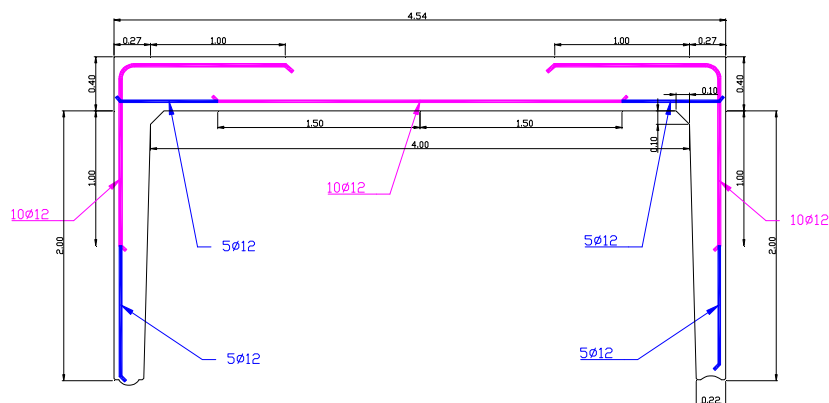


Figura 4 - Armadura convencional (por m) adoptada na box-culvert em BACRFA (45 kg/m³ de fibras)

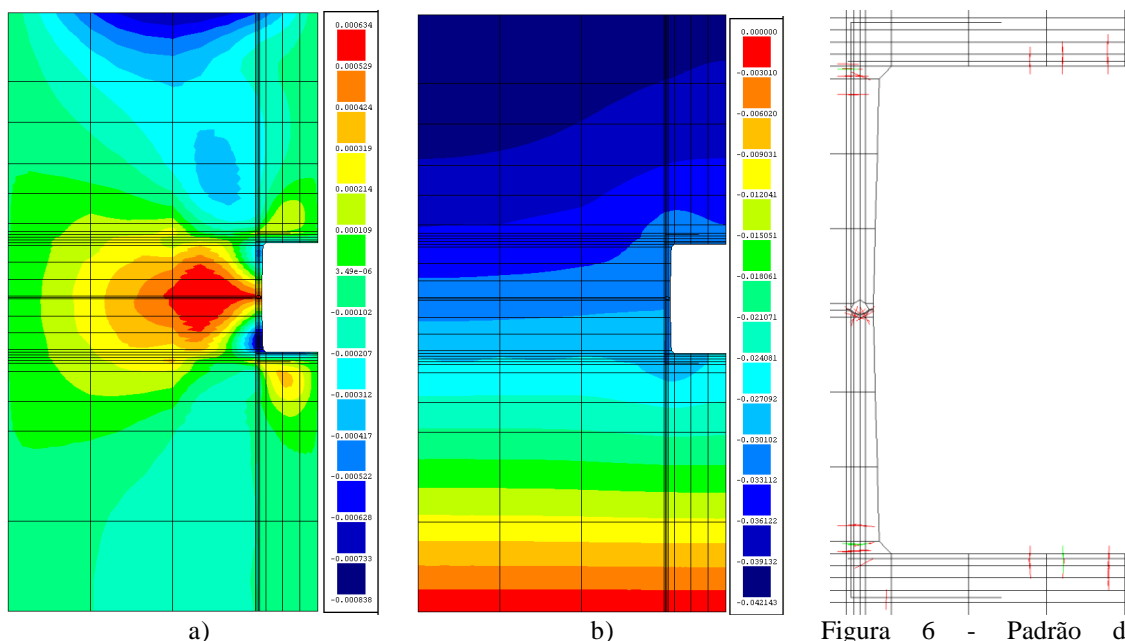


Figura 5 - Campo de deslocamentos (m) segundo: a) y, b) z

Figura 6 - Padrão de fendilhação.

Na Figura 7 verifica-se que a máxima tensão σ_y de compressão ocorre na travessa inferior, na face em contacto com o solo, na zona coincidente com eixo de simetria, sendo esse valor (23 MPa) inferior ao valor de cálculo da resistência à compressão (f_{cd}) do BACRFA desenvolvido ($f_{cm}=45$ MPa). No entanto, na zona interior da ligação entre a travessa inferior e o respectivo montante ocorrem níveis de tensão σ_z próximos de f_{cd} , o que força a recomendação de optimização da geometria desta box, caso se pretenda aplicar níveis de sobrecarga da ordem dos que estão aplicados na presente análise. Em termos de tensões de corte, τ_{yz} , constata-se que a máxima tensão de corte ocorre na travessa inferior, na ligação ao montante, com valor de 319 kPa, que é inferior ao valor de cálculo da tensão resistente da secção, calculada segundo as recomendações do Eurocódigo 2 (369 kPa). Assim, a rotura por corte não parece ser o modo de rotura que governa o comportamento da estrutura analisada. Pode-se assim concluir esta box-culvert, dispondo da armadura representada na Figura 6 e construída com o BACRFA desenvolvido, suporta uma sobrecarga de 30 kPa, tendo como condição de projecto o limite de 0.3 mm para abertura de fenda.

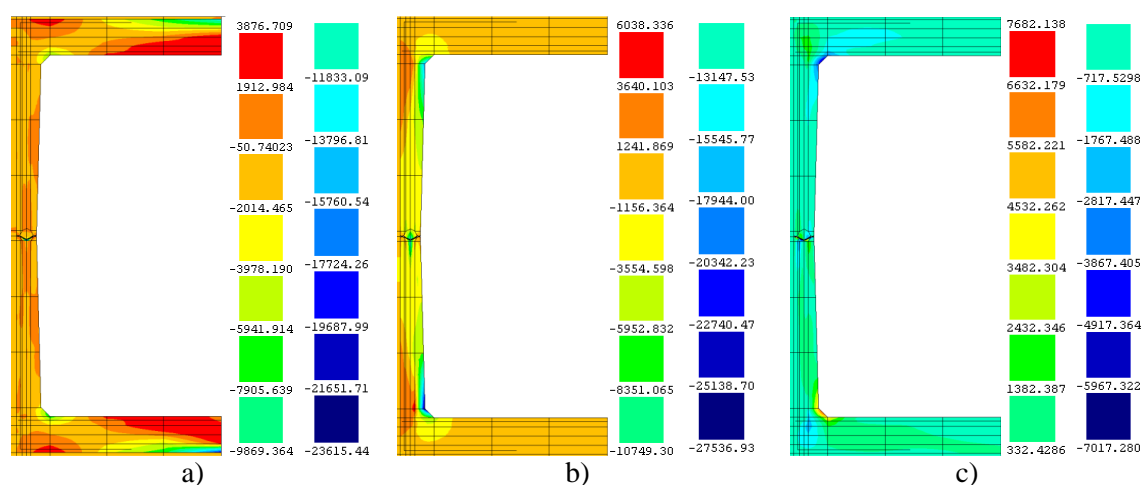


Figura 7 - Campo de tensões (kPa) na box-culvert: a) σ_y , b) σ_z , c) τ_{yz}

5. CONCLUSÕES

Neste trabalho são resumidamente descritos os modelos constitutivos implementados no programa de cálculo automático FEMIX de forma a ser possível explorar o potencial uso de betão auto-compactável reforçado com fibras de aço (BACRFA) para infra-estruturas tipo box-culvert. Dos resultados preliminares obtidos constatou-se ser possível obter soluções globalmente mais económicas, dado que, no caso analisado, foi possível reduzir 214.8 kg/m³ de armadura convencional para 32.1 kg/m³ de armadura desde que utilizando um BACRFA de 45 kg/m³ das fibras empregues no estudo de desenvolvimento deste material. No entanto, vários aspectos necessitam de ser melhor estudados, quer ao nível da caracterização das leis de amolecimento/endurecimento das propriedades do solo, como da interface solo-estrutura e da ligação macho-fêmea da box, bem como a adopção de plasticidade não associada para uma mais correcta modelação do comportamento do solo.

AGRADECIMENTOS

O Autor agradece as bolsas SFRH/BSAB/818/2008 e SFRH/BSAB/913/2009 concedidas pela FCT.

REFERÊNCIAS

- Barros, J. A. O. e di Prisco, M. (2009). Assessing the possibilities of fibre reinforced concrete for underground prefabricated structures. *Technical report 12-DEC/E-09*, Dep. Civil Eng., School Eng. University of Minho.
- Barros, J. A. O. (2008). Steel fiber reinforced self-compacting concrete – from the material characterization to the structural analysis. *HAC2008, 1st Spanish Congress on Self-Compacting Concrete*, Valencia, Spain, 31-58, 18-19. (Invited Keynote Lecturer).
- Barros, J. A. O. (1995). Comportamento do betão reforçado com fibras - análise experimental e simulação numérica. Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 502 pp.
- Casanova, P., Rossi, P., Schaller. I. (2000). Can steel fibres replace transverse reinforcement in reinforced concrete beams?. *ACI Material Journal*, 94, 341-354.
- De Borst, R. e Sluys, L. J. (2007). Computational methods in non-linear solid mechanics. *Koiter Institute Delft, Delft University of Technology*, CT5142.
- Eurocode 2. (2004). Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. Comité Européen de Normalisation (CEN), EN 1992-1-1:2004: E, Brussels.
- Hofstetter, F.; Mang, H. A. (1995). Computational mechanics of reinforced concrete structures. Vieweg.
- Pereira, E. B., Barros, J. A. O., Camões, A. F. F. L. (2008). Steel fiber reinforced self-compacting concrete – experimental research and numerical simulation. *Journal of Structural Engineering*, 134(8), 1310-1321.
- Sena-Cruz, J. M., Barros, J. A. O., Azevedo, A. F. M., Ventura Gouveia, A. (2007). Numerical simulation of the nonlinear behavior of RC beams strengthened with NSM CFRP strips. *CMNE 2007 - Congress on Numerical Methods in Engineering and XXVIII CILAMCE - Iberian Latin American Congress on Computational Methods in Engineering*, Abstract pp. 289, Paper nº 485 published in CD – FEUP, 20 pp., Porto.
- Sena-Cruz, J. M. (2004). Strengthening of concrete structures with near-surface mounted CFRP laminate strips. PhD Thesis, Department of Civil Engineering, University of Minho.
- Sena-Cruz, J. M., Barros, J. A. O., Ribeiro, A. F., Azevedo, A. F. M., Camões, A. F. F. L. (2004). Stress-crack opening relationship of enhanced performance concrete. *9th Portuguese Conference on Fracture*, ESTSetúbal, Portugal, p. 395-403.